

釘打ちパネルの変形と耐力の解析

秦 正徳

(平成元年12月18日受理)

要 旨

釘のせん断特性から釘接合された部材間の相対変位(すべり)の限界を設定して、枠材に面材を釘打ちしたパネルの耐力の予測方法を提案した。この方法を用いて、釘打ちパネルに見かけのせん断変形を加えた場合の釘の劣化による耐力の低下について計算を行った。計算したパネルは、2枚の合板を枠材の片面に継ぎ張りした構成で、大きさ $900 \times 2700\text{mm}$ である。計算の結果、パネルの性能低下は釘の性能低下と比例的であり、枠材上部の釘の欠落が下部の欠落よりもパネルの耐力に大きく影響することが判明した。

キーワード

釘打ちパネル, 有限要素法, 釘接合, 構造解析

1 緒 言

近年、 2×4 工法に見られるように、枠材に面材を釘打ちした耐力壁パネルを主要部材とする木構造が発展してきた。この釘打ちパネルは接着パネルに比べて剛性と耐力が低い¹⁾が、これを用いた構造は柔構造的であり、局部の応力集中が軽減されて、かえって高い構造耐力を持つ合理的な木構造となっているように考えられる。枠材と面材を連結する部分の接合の力学的特性が重要な役割を果たしている。

従来、釘打ちパネルの力学的性質に関する研究は主として実大寸法の実験により行われてきた。たとえば、水平せん断荷重下のパネ

ルの面内せん断剛性と釘のせん断抵抗との関係、パネルの幅(壁長)の影響²⁾、釘打ち条件の影響³⁾⁴⁾、面材と枠材の相対変位⁵⁾、実大建物の加力試験⁶⁾、その他近年多くの実験が行われている⁷⁾。

これらの研究によって、個別のパネルのせん断力に対する挙動や、釘で接合されている2部材間の相対変位(すべり)が外力に対して極端な非線形性を示すことが明らかにされている。しかしながら、実大試験はいずれも多くの費用と時間とを要するもので、今後用いられる様々な条件のパネルについて、個々の力学特性をこのような実験によって明らかにするには限度がある。

この論文では、半剛接合で連結された特殊

な2重構造を解析する構造解析手法, すなわち, 釘打ちパネルの力学的挙動の有限要素法による解析法を用いて, 釘の位置及び分布とパネルの剛性の関係及び耐力の予測方法について報告する。

2 解析方法

釘打ちパネルは, 半剛接合をもつ2次元平面構造の典型的な構造と考えられる。釘打ちされた面材(たとえば合板)の釘の周辺は, 枠材からの強制変位を面材に伝達する際に, 圧潰されながら反発力を発現する非線形の半剛接合の挙動を呈する。また, 釘打ちパネルは枠材に面材が釘打ちされた2重構造であり, 同一座標系の連続体として扱うことができず, 通常の有限要素法では解析が困難である。

上述の問題を解決するために, 木製枠組に合板などの面材を釘打ちした木質構成パネルの構造を, 有限要素法によりモデル化した2次元半剛接骨組構造(枠組)と平面構造(面材)の2つの構造に分離する。また, 釘接合点の力学的挙動を平面構造の中に独特の緩み点を持つ特殊要素でモデル化し, この要素を通じて両構造が連結されていると考える。

2.1 半剛接平面接合部の有限要素モデル化⁸⁾

図1に示すように, 面材の3角形平面要素(i, j, m)が釘に接する節点 m で寸法0のZ型のばね要素(Z要素)を介して釘点 o に連結されていると考える。Z要素の直交する2本のばねはそれぞれの方向における釘点の剛性をモデル化したもので, それぞれのばね定数 k_x, k_y は釘の剪断剛性をその釘点に集まる3角形要素の数で割った値に取る。

いま, 3角形平面要素(i, j, m)とZ要素(m, o)の各々の力学的性状を表す剛性方程式を結合して複合要素(i, j, m, o)の剛性方程式を作ると次のようになる。

式1

$$\begin{Bmatrix} X_i \\ Y_i \\ X_j \\ Y_j \\ X_o \\ Y_o \\ X_m \\ Y_m \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} & 0 & k_{15} & k_{16} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} & 0 & k_{25} & k_{26} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} & 0 & k_{35} & k_{36} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} & 0 & k_{45} & k_{46} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_x & -k_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_y & 0 & -k_y \\ k_{51} & k_{52} & k_{53} & k_{54} & -k_x & k_{55}+k_x & k_{56} \\ k_{61} & k_{62} & k_{63} & k_{64} & 0 & k_{65} & k_{66}+k_y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \\ U_j \\ V_j \\ U_o \\ V_o \\ U_m \\ V_m \end{Bmatrix} \quad (1)$$

略して,

$$\{P\} = [K]\{d\} \quad (2)$$

X, Y は各々の添え字の点の x 方向, y 方向の節点力であり, U, V は同じく節点変位で

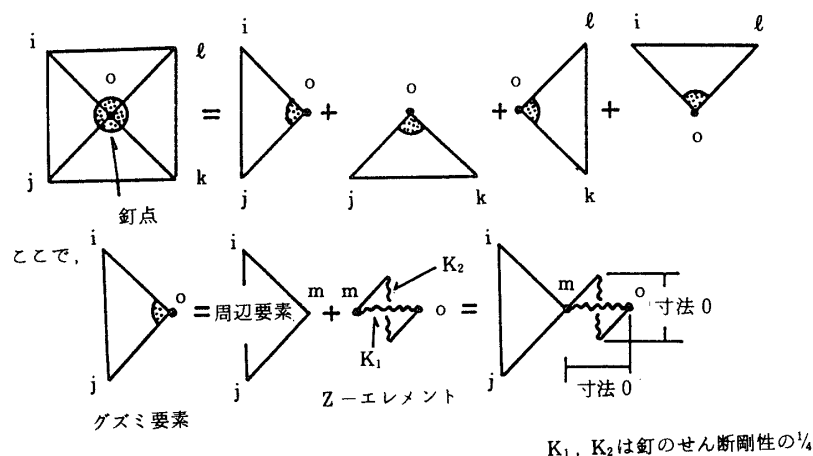


図1 釘点の有限要素モデル(グズミ要素)
Finite element models(GUZUMI-
element) including nailing points.

ある。 K_{ij} ($i = 1 \sim 6$, $j = 1 \sim 6$) は 3 角形平面要素の剛性マトリックスの i 行 j 列の成分である。

式(2)の両辺に $[K]$ の逆マトリックス $[K^{-1}]$ を頭掛けすると

$$\{d\} = [K^{-1}]\{P\} \quad (3)$$

ここで、節点 i , j , o の節点力ベクトルを $\{P_A\}$, 節点 m の節点力ベクトルを $\{P_B\}$ として式(1)左辺の節点力ベクトルを分割する。同様に、右辺の節点変位ベクトルを $\{d_A\}$, $\{d_B\}$ に分割し、それらに対応して $[K^{-1}]$ を $[K_{AA}]$, $[K_{AB}]$, $[K_{BA}]$ 及び $[K_{BB}]$ に分割すると、

$$\begin{Bmatrix} d_A \\ d_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BA} & K_{BB} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} P_A \\ P_B \end{Bmatrix} \quad (4)$$

となる。式中の、マトリックスやベクトルに示されている破線は分割を表しており、乗算式は分割されたマトリックスやベクトルの大きさを表している。

ところで、節点 m には外力が作用していないので $\{P_B\} = [0 \ 0]^T$ である。

従って式(4)を分解して $\{P_A\}$ を求めると

$$\{P_A\} = [K_{AA}^{-1}]\{d_A\} \quad (5)$$

となる。この式には、 m 点の節点力や変位が消去されているので釘点の性状を含む 3 角形要素 (i, j, o) として他の要素と統一的に

扱うことが出来る。この要素をグズミ要素と名づけている。

2.2 2 方向の接合係数の定義⁹⁾

2 次元平面構造における 2 つの接合係数 k_x , k_y の概念を図 2 に示した。

2.3 釘点における力学的非線形挙動の導入¹⁰⁾

釘点の変位と力の関係を図 5 の a, b の値を用いて次式で表現した：

$$P = a \cdot \{1 - \exp(-d/b)\} \quad (7)$$

ここに、 P ：釘点のせん断力 (kgf)

d ：釘点のずれ (cm)

a ：係数 (kgf)

b ：係数 (cm)

この式を用いて、繰返し回数 N 回目の計算に用いるせん断剛性 k_N は次式で示すことができる。

$$k_N = a \cdot \{1 - \exp(-d_{N-1}/b)\} / d_{N-1} \quad (8)$$

ただし、 $d_{N-1} = f_{N-1} / k_{N-1}$

ここに、 k_N ：繰返し回数 N 回目の釘のせん断剛性 (k_x および k_y)

f_{N-1} ：繰返し回数 $N-1$ 回目の釘点反力

k_{N-1} ：繰返し回数 $N-1$ 回目の釘のせん断剛性

枠材の構造解析の結果得られた釘点の変位を面材の解析における釘点の強制変位として受

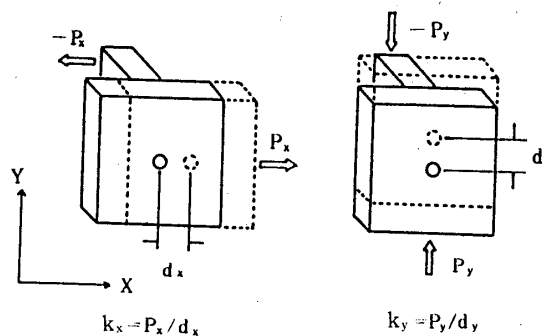


図 2 接合係数の定義

Schematic definition of the joint factors.

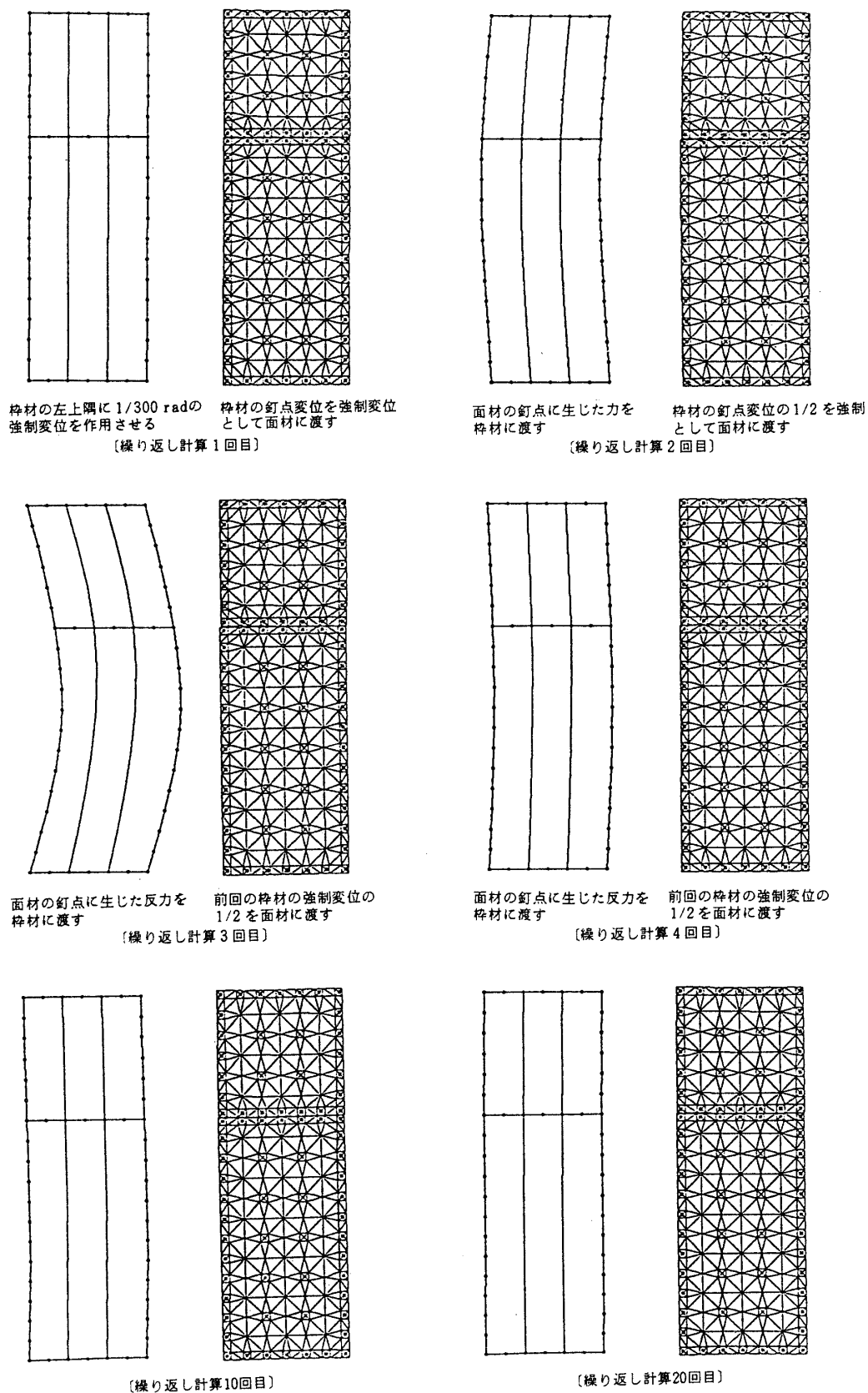


図 4 枠材と面材の釘点変位の繰り返しと変位の収れんの解析例

Converging process of calculation with the iteration of deformation on nailing points of facing and frame.

渡しする都度、式(8)を用いて釘点のせん断剛性を逐次修正していく。図5はその過程を示したもので、1～3回の繰り返し計算において剛性が矢印に沿って①～③へと逐次修正されていく過程が例示されている。

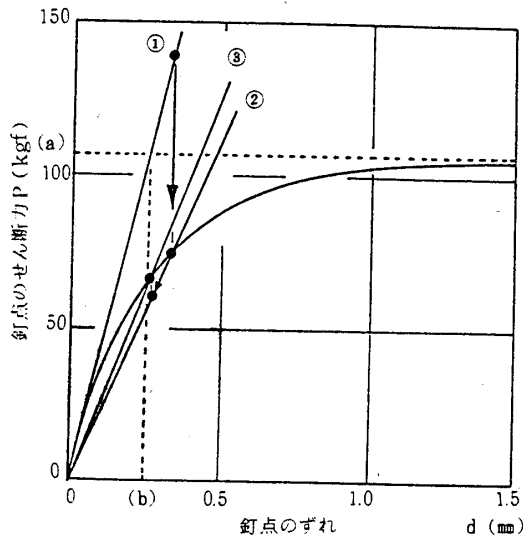


図3 釘点の力学的非線形挙動の数式表現(主材30×90mm 米ツガ材に面材7.5mmの合板をN50釘1本打ち、一面せん断試験)
Load-slip curve for N50 nailed joint of plywood onto solid wood.

2.4 釘打ちパネルの構造解析手順

まず、枠組みに関する半剛接骨組み構造解析プログラム⁹⁾に任意の強制変位(例えば左上隅に水平方向の変位)を入れて釘点の変位を求める。次に釘点に特殊要素(グズミ要素または十字要素)⁸⁾を組み込んだ構造解析プログラムの釘点に上記枠材の釘点変位を強制変位として入れ、釘点反力を求める。この反力の符号を変えたものを枠材の釘点に荷重として入れ、最初に入れた左隅の強制変位をそのまま保った状態で釘点変位を解く。それを面材に入れる・・・変位が収れんし、枠材と面材の釘点力が釣り合うまでこの操作を繰り返す。この場合解析結果を収れんさせるために、釘点変位の入力を低減させて解を収れんさせ

る方法が有効である。⁸⁾

図4に、枠材と面材の変位が収れんしていく過程を示した。図中の左上から順に枠材と面材の釘点変位が収れんしていくのが見られる。1回目は枠材の左上隅に見かけのせん断変形1/300を作用させたものである。このときの釘点の変位を面材の釘点に拘束変位として与え、面材の釘点に生じる反力を枠材の釘点に戻したときの枠材の変位が左側に湾曲しているのが2回目の枠材に描かれている。つぎに、1回目の枠材の釘点変位と2回目に左に戻された枠材の釘点変位の1/2を変位拘束として面材の釘点に渡すと面材の釘点に仮想反力が生じ、この仮想反力によって3回目の枠材が大きく右に戻される。この操作を繰り返すと、戻された枠材変位も次第に小さくなり20回目には枠材の釘点と面材の釘点とがほぼ同じ変位に収れんしている。

上述の計算に用いた入力データのうち、面材の合板のせん断剛性 $3.8 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ ¹¹⁾とポアソン比 0.4 ¹²⁾以外は、実測値を採用した。釘の非線形を表現する係数 a は横方向には45kgf縦方向には85kgf、 b は横方向には0.49mm、縦方向には0.38mmを実験より求めた。また、合板の縦方向のヤング率は $96 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ を、横方向には $32 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ を得た。枠材のヤング率は $90 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$ 、回転接合係数は $8.06 \times 10^3 \text{ kgf.cm/rad}$ を用いた。使用した電子計算機は、高岡短期大学電子計算機室のACOS 610/10である。

3 実験

接合係数の値は構造に採用された接合の仕様によって決まる固有の値なので、これを実験によって求めなければならない。

3.1 接合係数の測定

枠材の接合係数は、半剛接2次元骨組み構造解析に使用する接合係数の測定方法⁹⁾を用い

て実測した。ここでは、2次元半剛接平面構造における接合係数の測定法について述べる。

図5に示すように2個のダイヤルゲージを釘点の直近にとりつけ、釘で接合された部材間のすべりと荷重との関係を測定した。その関係図は図10のようになる。この図から式(7)の係数 a , b を求めた。

これらの、剛性係数の測定に用いた枠材は断面積30(t)×90(w)mmのベイツ材で、面材は厚さ7.5mmのラワン構造用合板である。

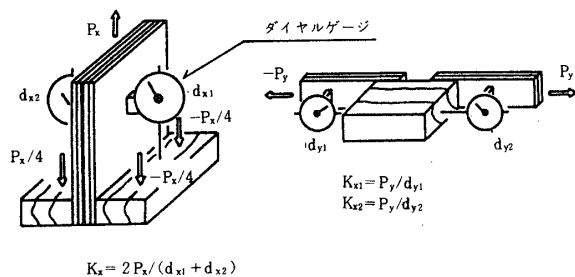
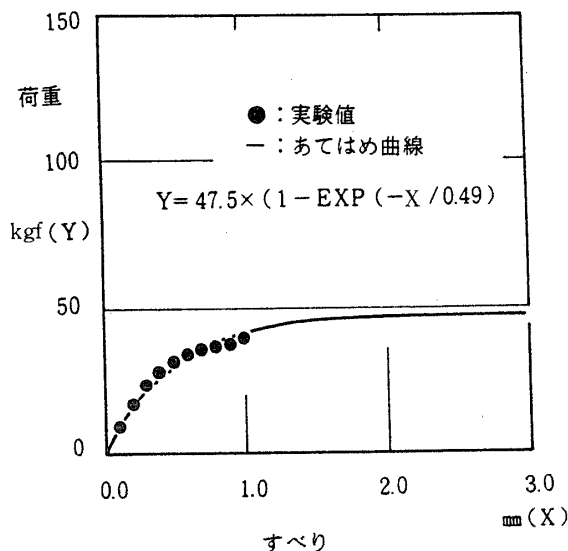
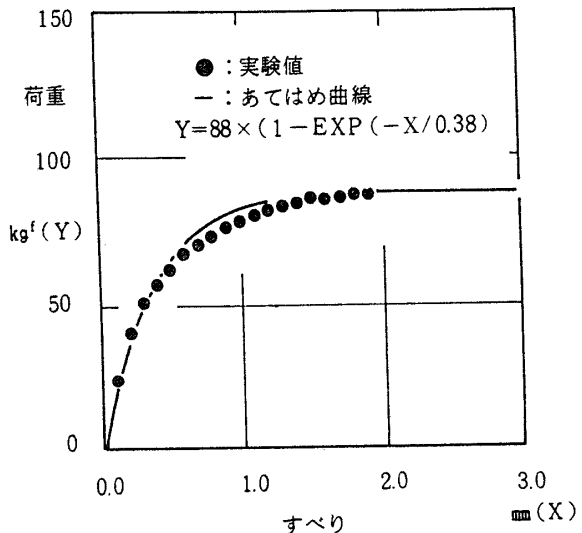


図5 接合係数測定試験体と変位計の位置
Schematic diagrams of the specimens
and device for measuring the joint factors.



(a) 図5左図により測定



(b) 図5右図により測定

図6 釘のせん断試験結果と関数のあてはめ
Relative shear displacement between
nailed members and expression of load-
displacement relation.

3.2 釘打ちパネルのせん断試験

タイロッド付きの面内せん断試験を行った。見かけのせん断変形は、1/300, 1/180, 1/100, 1/60(rad)の4条件とし、各条件で荷重を0まで戻して3回ずつ繰り返した。枠材の変形は、電気抵抗式ダイヤルゲージによって、各条件の1/10ごとの見かけのせん断変形を与えて測定した。3体のパネルを試験した。

4 実験結果と考察

4.1 接合係数の値

半剛接枠組みの接合係数、すなわち、回転接合係数に $8.06 \times 10^3 \text{ kgf} \cdot \text{cm} / \text{rad}$ (但し80.0 $\text{kgf} \cdot \text{cm}$ 以上のモーメントが作用する接合では $1.69 \times 10^3 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$) を、引張接合係数には $2.20 \times 10^3 \text{ kgf} / \text{cm}$ を用いた。さらに図5に示した釘のせん断試験を行い、図6のようにせん断荷重と主材・面材間の相対変位(すべり)の関係をあてはめ、式(7)の a を横方向には47.5kgf, 縦方向には88.0kgf, b を横方向には0.49mm, 縦方向には0.38mmと決定し

た。また、枠材の曲げヤング係数は 60×10^3 kgf/cm²とし、面材のヤング係数は 60×10^3 kgf/cm²、ポアソン比は0.4とした。

4.2 釘打ちパネルの耐力予測

半剛接合で連結された2重構造の釘打ちパネルの解析手法を用いていまだ為されていない釘打ちパネルの耐力の予測計算方法を提案する。ここでは、釘の劣化を例に挙げて計算方法を論じる。

4.2.1 釘の経年変化のシミュレーション

釘で接合されている2つの部材間に与えたせん断力と部材間の相対変位（すべり）の関係の関数表現は、図5に示した釘の一面せん断試験の結果から、図7のようになった。図中の黒丸は実験値を表している。試験は一定変位速度で行われたので初期にはすべりに比例して直線的にせん断力が上昇するが、その後せん断力は一定に保たれてすべりが15mmを過ぎる辺りから釘が抜けてせん断力が落ちてくる。ここでは簡単のために、すべり16.5mmまでの過程を指数関数であてはめ、これを過ぎるとせん断力が突然ある値まで降下するもの（すべり限界）と仮定した。

前述した釘打ちパネルの構造解析手順において、繰り返し計算の初回における釘のせん断剛性（ばね定数 k_x , k_y ）の入力値は上記あてはめ曲線の原始接線の勾配から求めた値とする。計算の結果得られた各釘点の反力を釘点の変位（すべり）に換算し、その値を上記

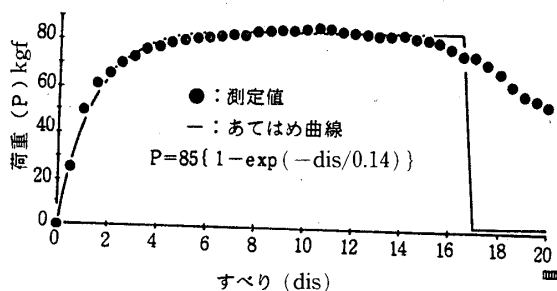


図7 釘のせん断特性のシミュレーション
Simulation of the shearing characteristic of nailing joint.

あてはめ曲線に代入して、図3に示す手法で第2回の繰り返し計算のための k_x , k_y を求める。このように k_x , k_y の値をあてはめ曲線に基づいて更新（緩和）しながら計算を繰り返す。こうして釘の力学的非線形特性とすべり限界を釘打ちパネルの解析に導入し、釘打ちパネルの剛性と耐力を予測する。次に、経年的に釘のせん断性能が低下した場合どの程度パネルのせん断性能が低下するかを検討した。

今村らの研究¹³⁾によると、建築後5年経過した枠組み壁工法の住宅から切り出した釘の一面せん断試験の結果から、せん断耐力は基の値の70%から30%程度にまで低下すると報告されている。

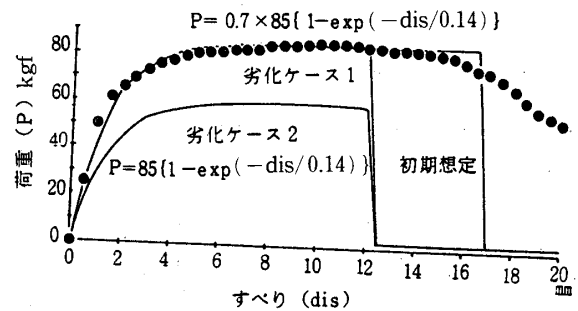


図8 釘のせん断特性の劣化のシミュレーション

Simulation of the deterioration of shearing characteristic of nailing joint.

図8に示すように、厚さ7.5mmの構造用合板を米ツガ材にN50釘で打ちつけた釘接合の初期の一面せん断耐力は85kgf、すべりの限界は約17mmであった。上述の報告から劣化が使用に耐える程度の釘の中で比較的健全と思われる段階のものの耐力を元の70%と想定し、その結果パネルのせん断耐力がどの程度低下するかを考察することとした。第1のケースとして、釘接合のせん断耐力は変化せず、すべり限界のみが70%低下し、脆くなった場合を考える。第2のケースとして、すべりの限界とせん断耐力が共に70%低下した場

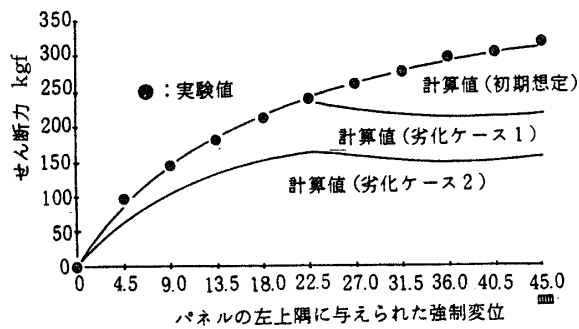


図9 釘の劣化による釘打ちパネルの耐力の低下
Reduction of the racking force of nailed panel with the deterioration of nailes.

合を想定する。

図9は、釘が劣化してそのせん断性能が低下した場合のパネルのせん断性能に及ぼす影響を解析した結果である。劣化想定ケース1，すなわち釘が脆くなった場合パネルのせん断耐力は初期の約75%程度に低下しており，劣化ケース2の場合，すなわち釘が脆く，弱くなっている場合，パネルのせん断耐力は初期のその約半分程度に低下している。この結果から，釘の性能低下率よりも，パネルの性能低下率の方が大きく現れることがわかる。

4.2.2 釘の欠落位置が釘打ちパネルの剛性に及ぼす影響

提案した釘打ちパネルの解析手法では，釘点を4つの要素の集合点とし4個の大きさの無いばねを配置し，その中心に釘点を位置づけている。ここではパネル内の一部の釘が欠落している場合に，釘の位置がパネルの剛性に及ぼす影響を解析した結果について述べる。その際，それぞれの条件について有限要素分割の方法を変えると煩雑である。そこで，すべての条件について釘本数の最大の要素分割法を共通に用い，釘本数の少ない場合は，釘の欠落している点のばねを除いて，4つの三角形要素が直接接合している形をとることにより，釘のない条件を表現した。釘の欠落

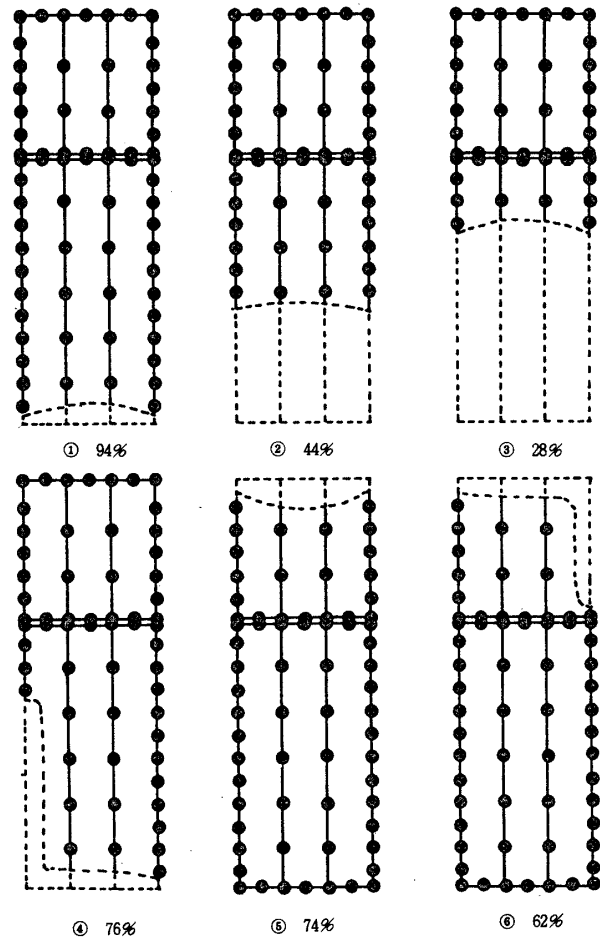


図10 釘の欠落箇所の例 (%は元のパネルのせん断耐力を100とした値)
Examples of lacking points of nail. (% values is divided by an original racking force into a hundred parts.)

の原因には種々のものが考えられるが，その最も重要なものはパネルの一部が長期にわたって多湿状態になっていたため，木材質の腐朽や釘の腐食によるものであろう。

ここでは図10に示すように，パネルの一部が腐朽し，釘が欠落している状態を想定している。図中の数値パーセントは解析結果で，釘を全部打ちつけたパネルに見かけのせん断変形1/200radを与えたときのせん断剛性に対する図のように釘が欠落したときのパネルのせん断耐力の割合である。

図10の①から分かるように下端の棧釘が欠落しても剛性はほとんど低下しないが，②の

ように下の面材の釘が半分くらいになるとパネルの剛性は約半分に低下することが分かる。さらに③になるとパネルのせん断力は1/4になってしまう。④は下のコーナーの釘が欠落した場合、⑤は上端の栈の釘が欠落した場合である。⑤から上端の栈は重要であることが分かる。⑥のように上のコーナーの釘の欠落はさらに危険だと考えられる。

5 結 言

枠材と面材の2重構造のパネルを有限要素法で構造解析する場合の一つの方法として、釘点を介して枠材の2次元半剛接骨組み解析と面材の2次元半剛接平面構造解析の結果の受渡しを繰り返して収れんさせる方法を用いて、2枚の合板を継ぎ張りした900×2700mmの実大壁パネルに見かけのせん断変形を与え

た場合の、釘の力学特性を考慮した釘打ちパネルの剛性と耐力の予測方法を提案した。

耐力の予測は、釘接合の一面せん断試験結果から釘点での枠材と面材との相対変位の値が16.5mm以上になると釘点の力伝達能力が突然ある値までに降下するものと仮定して(すべり限界)、釘打ちパネルの構造解析手順において釘の接合係数を修正することによってなされている。

この方法を用いて釘の劣化をシミュレーションし、次のことが判明した。全体の釘が脆くなった場合パネルのせん断耐力は初期の75%程度に低下し、釘が脆くしかも弱くなった場合せん断耐力は初期の50%程度に低下する。また、2枚の面材の下方に打たれた釘の半数が欠落するとパネルの耐力は約50%に低下する。

引用文献

- 1) 金谷紀行, 平嶋義彦, 畑山巖男: “構造用合板はり耐力壁の面内せん断力に及ぼす釘打ちの影響(その1)”, 木材工業, **34**, 114-116(1979).
- 2) 神谷文夫, 平嶋義彦, 畑山靖男, 金谷紀行: “構造用合板はり耐力壁の面内せん断力に及ぼす釘打ちの影響(その2)”, 木材工業, **34**, 157-159(1979).
- 3) 平嶋義彦, 神谷文夫, 畑山靖男, 金谷紀行: “木質パネル構造に関する研究(第2報)間伐材利用実大建物の加力試験” 林業試験場研究報告, 315, 39-65(1981).
- 4) 山井良三郎: “軸組みに合板を用いた耐力壁”, 木材工業, **25**, 30-34(1970).
- 5) B. Edlund: “Racking tests of nailed walls of timber and fiberboard”, Final Rep. 11th Congr. Int. Assoc. Bridge Struct Eng., 195-200(1980).
- 6) 飯塚五郎蔵, 田中克章: “木構造における水平構面のせん断耐力”, 日本建築学会学術講演梗概集, 9, 1997-1998(1980).
- 7) 例えば N. Andou; H. Sugiyama: “Flexural Properties of Stressed-Skin Panels with Nailed Plywood Skin”, Mokuzai Gakkaishi, **26**, 679-685(1980).
- 8) 秦 正徳, 佐々木 光: “釘打ちパネルのせん断変形と釘点の力伝達挙動の解析(第1報)” 木材学会誌, **33**, 12-18(1987).
- 9) 秦 正徳, 小松幸平, 佐々木 光: “半剛接骨組としての木製棚の構造解析” 木材学会誌, **23**, 434-439(1977).
- 10) 秦 正徳, 瀧野真二郎, 佐々木 光: “釘打ちパネルのせん断変形と釘点の力伝達挙動の解析(第2報)” 木材学会誌, **34**, 718-723(1988).
- 11) 日本材料学会木質材料部門委員会編: 木材工学辞典, 工業出版, 1982, pp.768-769.
- 12) Muniton Board Aircraft: Design of Wood Aircraft Structure, U.S. Gov. Print Office, 1951, p.45.

- 13) 今村浩人, 木口 実, 大黒昭夫: “木造家屋の外壁における釘の劣化からみた木材の劣化環境” 林業試験場研究報告, 345, 101-149 (1987).

Structural Analysis of Racking Force and Deformation of Nailed Stressed-Skin Panels.

Masanori HATA

(Received December 18, 1989)

ABSTRACT

The method proposed in this paper predicts ultimate resistance of the sheathed panel with a plywood facing nailed on a wood frame structure, restricting the slip of the lateral load-slip characteristics of the nails that fasten the sheathing to the frame. By this method, the drop of panel resistance subjected to horizontal shear load was estimated, which depends upon the deterioration of nails. The size of the panel was 900×2700 mm. The panel was composed of a frame and two separate pieces of facing materials nailed on one side. The calculated results confirmed that the drop of panel performance was in proportion to the drop of nail performance and the lack of nails on the upper side of the frame affected the panel resistance more seriously than those on the lower side.

KEY WORDS

Nailed stressed-skin panel, FEM, Nailed joints, Structural analysis